بررسی رفتارخاکهای ماسه ای مسلح و غیر مسلح زیر پی نواری به کمک روش PIV *

«یادداشت پژوهشی»

مسعود حاجی علیلوی بناب [۱] هوشنگ کاتبی [۲] فریبا بهروزسرند [۳]

چکیده *در تحقیق حاضر مکانیسم گسیختگی، تغییر شکل خاک ماسه ای و تاثیر مسلح کننده ها بر این فرآیند در زیر یک پی نواری به کمک روش PIV بررسی شده است. بدین منظور مدلسازی‌های فیزیکی بر روی خاک ماسه‌ای انجام شده و برای مسلح سازی از مواد ژئوسنتتیکی مناسب استفاده گردیده است. در هر مرحله از بارگذاری، از توده تغییر شکل یافته خاک عکسبرداری دیجیتال شده و تصاویر مورد پردازش قرار گرفته‌اند. نتایج آزمایشات نشان می‌دهند که استفاده از مسلح کننده های مناسب منجر به افزایش قابل توجه ظرفیت باربری و کاهش میزان نشست پی و تغییر در مکانیسم گسیختگی شده و همچنین کارایی بهتر ژئوگرید نسبت به ژئوتکستایل در خاک‌های ماسه ای و در محدوده کرنش‌های کوچک ثابت می‌گردد.*

واژه‌های کلیدی PIV، مدلسازی فیزیکی، مکانیزم گسیختگی، خاک ماسه‌ای، ژئوسنتتیک.

Behavior Investigation of Reinforced and Unreinforced Sand below Strip Foundation using PIV

M.Hajialiloue Bonab H. Katebi F. B. Sarand

Abstract *In this research, failure mechanism, soil deformation and effect of reinforcement below a strip foundation were studied using physical modeling and PIV method. For this purpose, a comprehensive set of tests were undertaken on dense and loose sands and different geosynthetic materials such as geotextile and geogrid for soil reinforcing. In each step of loading, digital image of deformed soil was captured and image processing was applied with GeoPIV software. The experimental results showed that using of geogrid and geotextile leading to increase bearing capacity considerably, reduce settlement and change the failure mechanism of sand. The test results showed also that geogrid has an effective performance in comparison with geotextile in sand at the range of small strains.*

Key Words PIV, Physical modeling, Failure Mechanism, Sand, Geosynthetics

---

* نسخه‌ی اول مقاله در تاریخ ۱۳۸۸/۱۱/٤ و نسخه‌ی نهایی آن در تاریخ ۱۳۹۰/۸/۲۸ به دفتر نشریه رسیده است.

(۱) نویسنده ی مسئول، استادیارگروه خاک و پی، دانشکده عمران، دانشگاه تبریز
(۲) استادیار گروه خاک وپی، دانشکده عمران، دانشگاه تبریز
(۳) دانشجوی دکتری خاک و پی، دانشکده عمران، دانشگاه تبریز

مقدمه

طی سالیان متمادی بر اساس آزمایشات متعدد ثابت شده است که ظرفیت باربری و نشست پی ها تابعی از شکل پی و پارامترهای خاک اطراف و شرایط محیطی می باشد لذا بر این اساس تا حال روابط مختلفی برای پیش بینی ظرفیت باربری و میزان نشست پی ها با اشکال گوناگون توسط محققان مختلف ارائه شده است.

ترزاقی [13] اولین کسی بود که نظریه ای برای محاسبه ظرفیت باربری نهایی پی های سطحی ارائه کرد. بر اساس این نظریه سه نوع مد گسیختگی به شرح زیر برای انواع مختلف خاکها قابل انتظار میباشد:

۱- اگرگسیختگی نهایی همراه با توسعه سطح گسیختگی تا سطح خاک باشد، به آن گسیختگی برشی کلی یا general shear failure می گویند که عموما در خاکهای دانه ای متراکم و یا خاکهای چسبنده سفت مورد انتظار است.

۲- اگر شالوده مورد نظر بر روی خاک ماسه ای با تراکم متوسط متکی باشد لیکن سطح گسیختگی در خاک بتدریج به سمت خارج توسعه یافته و نشست شالوده همراه با پرش های ناگهانی خواهد بود و در این حالت هیچ قله حداکثری در نمودار فشار – نشست ملاحظه نمی گردد. به این نوع گسیختگی، گسیختگی برشی موضعی یا local shear failure می گویند.

۳- اگر شالوده بر روی خاک نسبتاً شل متکی باشد، سطح گسیختگی در خاک به سطح زمین توسعه نخواهد یافت و به این نوع گسیختگی، گسیختگی برشی سوراخ کننده یا punching shear failure می گویند [۵].

همانطور که می دانیم خاک مصالحی است که در مقابل فشار و برش مقاومت خوبی دارد، اما در مقابل کشش ضعیف است. تلاش‌های متعددی به منظور غلبه بر ضعف کششی خاک انجام گرفته است و این تلاشها نهایتاً منجر به بکار بردن روش مسلح سازی خاک شده است. البته در خاکهای برجا مسلح کردن خاک علاوه بر اصلاح ضعف کششی خاک، پارامترهای مکانیکی آن را نیز بهبود می بخشد. بنابراین واژه خاک مسلح، به مسلح کردن خاک به وسیله عناصر کششی نظیر میلگرد، تسمه‌های فولادی و یا ژئوسنتتیکها اطلاق می‌شود. با توجه به تعاریف و توضیحات ارائه شده واضح است که مکانیزم گسیختگی خاک در شرایط مسلح متفاوت از حالت غیر مسلح خواهد بود دانشمندان متعددی بر روی رفتار خاک مسلح در زیر پی های نواری تحقیق کرده اند از جمله این افراد می توان به Binquet and Guido[10] ،lee [9] ، Yetimuglu [15] ، [8] Akinmusuru and Adams and Colin Akinboladeh[6] اشاره کرد. نتیجه واحدی که همه این محققین به آن دست یافته اند افزایش چشمگیر ظرفیت باربری خاک با قرار دادن مسلح کننده در عمق مشخص از زیر پی است. هم چنین بر اساس این مطالعات مدهای گسیختگی متفاوتی برای خاکهای با مسلح کننده های گوناگون برای عمقهای قرارگیری و تعداد لایه های مختلف ارائه شده است. در مورد مکانیسم گسیختگی خاک مسلح، Huang and Menq [11] فرضیه ای را بر اساس مکانیزم شکست wide – slab در خاک که توسط Schlosser et al. [12] پیشنهاد شده، ارائه داده اند که برطبق این تئوری گوه گسیختگی بعد از لایه های مسلح کننده ایجاد شده و سطوح گسیختگی نواحی مقاوم تا سطح زمین توسعه پیدا می کند.

بر طبق آنچه گفته شد تخمین ظرفیت باربری خاکها به روش های کلاسیک گسیختگی برشی مبتنی بر بکارگیری پارامترهایی است که بخشی به هندسه پی و بار وارده (طول ، عرض، عمق پی، زاویه انحراف، خروج از مرکزیت بار) و بخشی به مشخصات ژئوتکنیکی خاک (زاویه اصطکاک، چسبندگی، عمق آب زیرزمینی و وزن مخصوص) وابسته است. روشهای ارائه شده تاکنون بر پایه مطالعات تحلیلی و همچنین مدلسازیهای آزمایشگاهی استوار بوده و اکثر مدلهای فیزیکی انجام یافته بر اساس اطلاعات نیرو- تغییر مکان پی استوار

است و معمولا مشاهده مکانیزم گسیختگی براساس این روشها مشکل است. بنابراین با توجه به پیچیدگی رفتار خاک که منجر به پیچیدگی اندرکنش خاک و مسلح کننده ها میگردد بررسی رفتار تغییر شکل خاک مسلح زیر پی های نواری به روشهای تجربی این امکان را فراهم میسازد تا درک درست تری از مکانیزم تغییر شکل و یا گسیختگی ایجاد شود لذا هدف اصلی این تحقیق بررسی چگونگی تغییر شکلهای ایجاد شده در زیر پی نواری در ماسه شل و متراکم در حالت غیر مسلح و مسلح و مقایسه نتایج بدست آمده از آنها است. به منظور بررسی چگونگی گسترش تغییر شکلهای ایجاد شده و همچنین چگونگی گسترش کرنش در زیر پی های نواری در ماسه شل و متراکم و در حالت مسلح و غیر مسلح در مقیاس آزمایشگاهی تعدادی آزمایش برنامه ریزی شده و با استفاده از روش تصویری PIV انجام گرفت که در ادامه به تفضیل توضیح داده می شود. حال برای آشنایی بطور خلاصه فرآیند کار با روش PIV معرفی و بررسی می‌گردد.

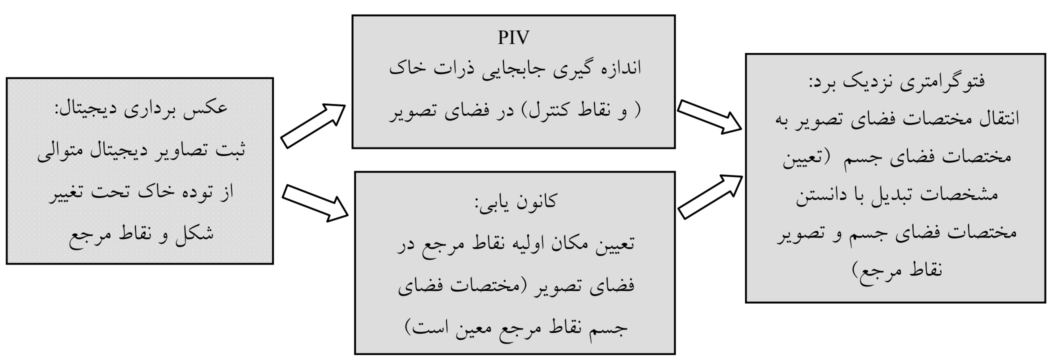
تئوری روش سرعت سنجی تصویری ذرات (PIV) درمدلسازی‌های ژئوتکنیک

روش‌هایی که امکان اندازه گیری های دقیق را بدون استفاده از ابزار آلات مکانیکی گران قیمت بوجود می‌آورند نقش موثری در گسترش استفاده از مدل‌های فیزیکی خواهند داشت.

یکی از این روش‌ها، اندازه گیری‌های تغییر شکل تصویر مبنا است. در این تحقیق از یک سیستم نوین اندازه گیری تغییر شکل بر اساس PIV و فتوگرامتری نزدیک برد بعنوان روشی مناسب برای استفاده در مدلسازی ها و آزمایشات ژئوتکنیکی استفاده شده است.

بدین منظور از یک دوربین عکاسی دیجیتال برای تهیه تصاویر متوالی از تغییر شکل صفحه‌ای خاک استفاده شده است. شکل (۱) روند کلی این تکنیک را نشان می‌دهد.

PIV (Particle Image Velocimetery) در واقع یک روش سرعت سنجی است که در ابتدا در رشته مکانیک سیالات و برای اندازه گیری سرعت میدان جریان۲ و۳ بعدی بکاربرده شد [7] سپس یک رویکرد اصلاح شده برای کاربرد PIV در آزمایشات ژئوتکنیکی صورت گرفته است که تغییر شکل خاک بعنوان جریان با سرعت کم بیان می شود [14] . درحالیکه سیال نیازمند سید بندی شدن با ذرات (توپهای پلی استیرن یاپودر رنگی)، برای فراهم کردن بافت قابل تشخیص و مشخصه های تصویر است تا پردازش تصویری قابل اعمال باشد ماسه طبیعتاً دارای بافت ذاتی ذرات مختلف الرنگ است. جهت انجام پردازش تصویری، تصویر اول در نواحی که بردارهای جابجایی مورد نظرند به یک شبکه از پچ های آزمون تقسیم بندی می شودکه هر پچ آزمون، (I testU) مرکب از یک ماتریس تصویر از درجه L×L پیکسل می‌باشد [I (U)].



شکل ۱ نمای کلی روش پردازش تصویری

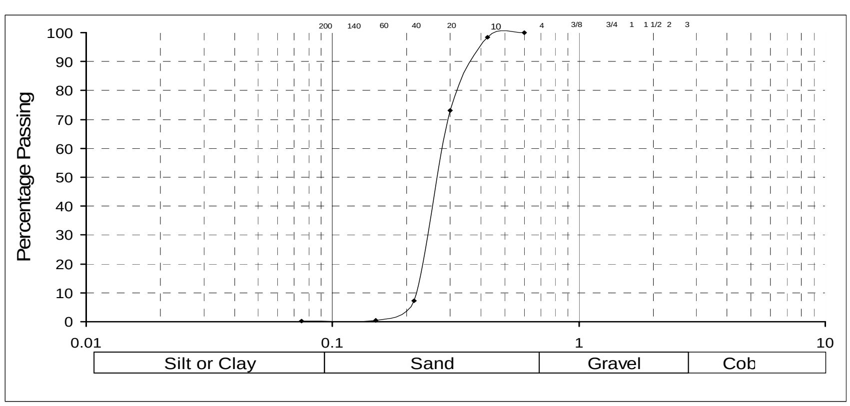
برای یافتن جابجایی پچ آزمون مابین تصاویر ۱و ۲، یـک پـچ جسـتجو (U+S) searchI، در دومـین تصـویر انتخاب می شود که این پچ جستجو با گسترش دادن پـچ آزمون به اندازه Smax در جهات u وv ناحیه ای را که پچ آزمون مورد جستجو قرار می گیرد تعریف می کند (یعنی پچ آزمون مربع اولیه با اندازه L، بعلاوه حاشیه ای برابـر بردار جابجایی ماکزیمم عمودی و افقی). سپس با کمـک تابعی که بعنوان تابع برازش تعریف می شود correlation) (function به دنبال محـل پـچ آزمـون در تصـویر بعـدی میگردد و پچی در تصویر دوم راکه به ازای آن میزان تابع برازش به حداکثر خود می رسد بعنوان محـل ثانویـه پـچ آزمون تصویراول انتخاب می کنـد و بـردار حرکـت بـین مرکز های این دو پچ را به عنوان بردار جابجـایی معرفـی می کند.

پـردازش عکسـها بوسـیله نـرم افزارهـایmatpiv وgeoPIV که تحت برنامه MATLAB نوشته شده اسـت انجـام مـی گـردد. خروجـی ایـن نـرم افزارهـا بصـورت ماتریس دو بعدی u, v می باشد کـه اولـی نشـان دهنـده مولفه افقی و دومی نشـان دهنـده مولفـه عمـودی بـردار جابجایی هر پچ است. نرم افزارهای موجود دارای دقـت تقریبی ۱/۱۵ پیکسل برای بافت ماسه هستند.

دقت سیستم ازدقت روش PIV حاصـل مـی شـود که بشدت تابعی ازاندازه وبافت پچ PIV اسـت. هـر چـه فراوانی روشنایی فضایی تصویر بیشتر شود دقـت انـدازه گیری حاصل متناظر بـا آن افـزایش خواهـد یافـت [۱] و [14].

ویژگی‌های مدل فیزیکی

مصالح خاکی. تحقیـق حاضـر بـر روی ماسـه خشـک منطقه صوفیان استان آذربایجـان شـرقی واقـع در شـمال غرب ایران انجام گردیده است. پس از حمل مقدار مـورد نیاز از این ماسه از محل یاد شده به آزمایشگاه لازم بود تا این ماسه برای آزمایشهای اولیه مهیا شود. ابتدا با عبور از الک ۳۰ تمامی مواد اضافی از آن جدا شدند. سـپس ایـن ماسه شستشـو داده شـده و توسـط خشـک کـن خشـک گردید.ماسه مورد استفاده بر اساس طبقه بندی متحـد کـه مورد تایید استاندارد ASTM نیز مـی باشـد، دانـه بنـدی یکنواخت داشته و جـزو ماسـه بـد دانـه بنـدی SP قـرار می‌گیرد. نمودار مربوط بـه منحنـی دانـه بنـدی خـاک در شکل (۲) ارائه شده است. سایر مشخصـات ماسـه مـورد آزمایش در جدول (۱) آمده اسـت. یکـی از نکـات قابـل توجه در ساخت مدل هـای فیزیکـی در رابطـه بـا نحـوه ریزش ماسه و رعایـت یکنـواختی مـدل و پیوسـتگی در ریزش ماسه است. بدین منظـور از روش بـارانی اسـتفاده شـده و در حالـت شـل ماسـه از ارتفـاع ۲۵ سـانتیمتری ریخته شد همچنین برای تهیه نمونه هـای متـراکم مشـابه حالت شل، خاک بشکل شل درون جعبه ریخته می شود.



شکل ۲ منحنی دانه بندی ماسه

جدول ۱ مشخصات ماسه مورد آزمایش

$\gamma_{d\,max}$	$\gamma_{d\,min}$	G_S	e_{max}	e_{min}	ϕ	D_{10}	D_{30}	D_{50}	D_{60}	C_u	C_c
۱۶/۷۶ (KN/m^3)	۱۴/۲۰ (KN/m^3)	۲/۶۳۷	۰/۸۲۲	۰/۵۴	۲۸°	۰/۲۲	۰/۲۴	۰/۲۸	۰/۳	۱/۳۶	۰/۸۷

منتها بعد از اینکه یک لایه ۵ سانتی متری ریخته شد لایه خاک بوسیله یک چکش و یک صفحه فلزی متراکم می گردید و سپس لایه بعدی ریخته شده و عملیات تراکم تکرار می شد و نهایتا دانسیته نسبی خاک بعد از اتمام آزمایش با احتساب وزن خاک و دانستن حجم آن محاسبه میگردید. جدول (۲) مشخصات ماسه‌های مورد استفاده مدلهای آزمایش شده را نشان می‌دهد.

جدول ۲ مشخصات مکانیکی متوسط ماسه شل و متراکم بکاررفته در آزمایشات

حالت خاک	شل	متراکم
$\gamma_d(KN/m^3)$	۱۴/۷۸	۱۵/۹۶
تخلخل e	۰/۷۵	۰/۶۱
$D_r(\%)$	٪۲۵	٪۷۳

مسلح کننده ها. در ساخت فونداسیون خاکی مسلح مورد آزمایش از دو نوع مسلح کننده ژئوتکستایل و ژئوگرید استفاده شد. مشخصات مکانیکی و فیزیکی مسلح کننده ها به تفکیک در جداول (۳) و (۴) آورده شده است [۳و۴].

جدول ۳ مشخصات ژئوتکستایل

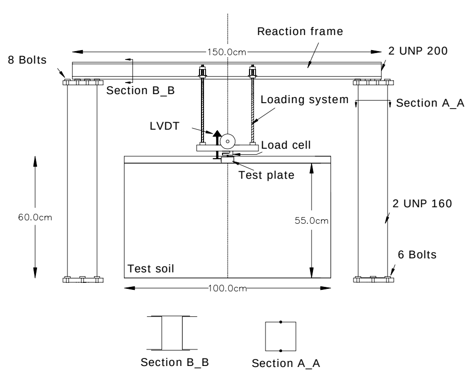
(gr/m²) وزن واحد		۳۰۰
(mm) ضخامت		۱/۶
(KN/m) مقاومت کششی ماکزیمم		۱۳/۲۲
افزایش طول در وضعیت مقاومت کششی ماکزیمم٪		۵۰/۳۰
(N) مقاومت در برابر سوراخ شدن		۳۸۹۰
(mm) اندازه بازشدگی		۰/۰۷

جدول ٤ مشخصات ژئوگرید

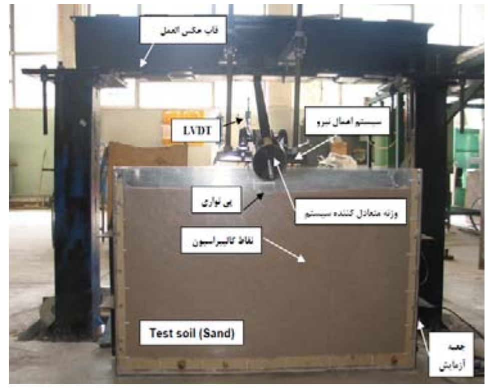
(g/m^2) واحد وزن	٤۵۰
(mm) ضخامت	۲/۵
(mm) اندازه بازشدگی	٦×٦
(°C) دمای کاری	۸۰+ تا ۵۰-

در آزمایشات مربوط به حالت مسلح خاک ، از یک لایه مسلح کننده استفاده شده و این لایه در عمق Z/B برابر ۰/۵ قرار گرفت. (z عمق قرارگیری و B عرض پی می باشد)

سیستم بارگذاری. با توجه به معیارهای موجود برای ساخت مدل و ایجاد یک سازه صلب، ابتدا یک پی نواری بتن آرمه در سطح زمین اجراگردیده و در دو انتهای این پی، صفحه پای ستون برای نصب ستونها همراه با ٦ بولت جایگذاری شدند به همین ترتیب اتصالات تیر و ستون نیز طراحی گردیدند. جزئیات مربوط به سازه نگهدارنده سیستم اعمال نیرو در شکل (۳) و مدل فیزیکی ساخته شده در آزمایشگاه در شکل (٤) نشان داده شده است.

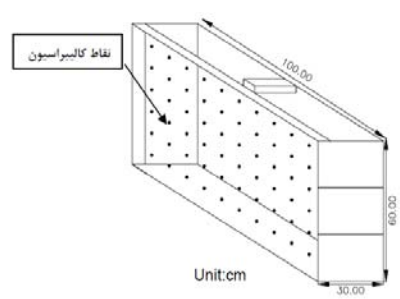


شکل ۳ پیکربندی مدل آزمایشگاهی و مقاطع سازه نگهدارنده سیستم اعمال نیرو

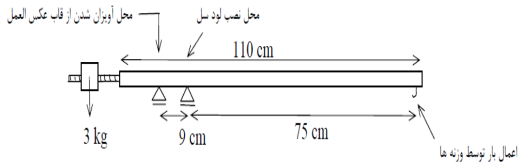


شکل ٤ مدل فیزیکی ساخته شده در آزمایشگاه

برای ساخت ظرف آزمایشگاهی که بایستی خاک در داخل آن قرار می گرفت از صفحات فلزی استفاده شده که با توجه به ضخامت و نحوه اتصالات تا حد قابل قبولی صلب بودند. بخاطر عکسبرداری از سیستم در طی بارگذاری های متوالی در یک طرف محفظه مورد نظر از طلق شفاف (plaxiglass) جهت مشاهده میدان تغییر شکل توده خاک استفاده شد که توسط پیچ در سه وجه مدل متصل گردید. شکل (٥) ابعاد جعبه آزمایش و نقاط کالیبراسیون را نشان می دهد فاصله نقاط کالیبراسیون در مدلسازی فیزیکی اخیر ۸ سانتی متر بود. برای اعمال بار از یک سیستم نیرو کنترل استفاده شده است که در آن بار با افزودن وزنه ها تا لحظه گسیختگی نمونه افزایش داده می شود. این سیستم بصورت شماتیک در شکل (٦) نشان داده شده است.



شکل ٥ جعبه آزمایش



شکل ٦ سیستم بارگذاری مورد استفاده در آزمایشات

نتایج حاصل از انجام آزمایشها

در طول آزمایش از توده خاک در حال تغییر شکل در هر مرحله از بارگذاری با استفاده از دوربین دیجیتال با وضوح تصویری ۷/۱ مگا پیکسل عکسبرداری و در حافظه داخلی ذخیره شد و بعد از انجام آزمایشات، عکسهای گرفته شده با استفاده از نرم افزار Geopiv8 مورد پردازش تصویری قرار گرفتند. در این تحقیق با مش بندی عکسهای گرفته شده در اندازه ٤٨×٤٨ بافت تصویری مناسبی جهت تحلیل‌ها ایجاد شده و جابجایی مشها در توده خاک در حال تغییر شکل بدست آمد.

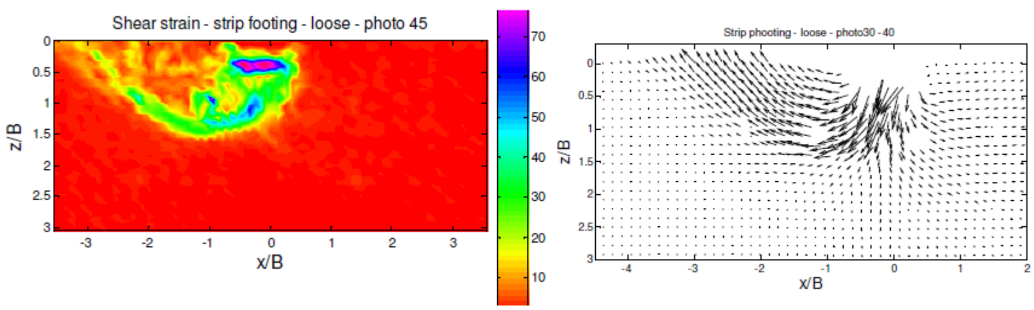
چند نمونه از نتایج حاصل از پردازش تصویری عکسها درادامه ارائه گردیده است. در این شکلها، نمودارهای سمت راست بردارهای جابجایی المانهای خاک و نمودارهای سمت چپ کرنشهای برشی ایجاد شده در اثر نشست پی نواری در وضعیت های مختلف را نشان می دهند. از آنجائی که اصولا مسلح کننده ها در مصالح خاکی متراکم بکار می روند لذا در آزمایشاتی که روی ماسه شل انجام گرفته از مسلح کننده ها استفاده نشده است. با مقایسه نمودارهای بدست آمده تفاوت کلی مکانیسم رفتاری در خاکهای ماسه ای شل و متراکم در وضعیت پیش از گسیختگی کاملا بارز می باشد. همانطور که در شکل (٧) دیده می شود بعلت شل بودن خاک، تمایل به تراکم خاک در زیر پی در اثر بارگذاری وجود دارد و جهت بردارهای تغییر مکان در زیر پی به سمت پایین و طرفین متمایل است بنابراین در این شرایط خاک زیر پی قبل از تشکیل گوه گسیختگی دچار نشست قابل توجهی شده است و آثار این نشست تا اعماق حدود

$Z/B=1.5$ ادامه دارد در ضمن گوه گسیختگی بوجود آمده در این حالت بصورت یک طرفه است و این مساله احتمالا ناشی از چرخش پی نواری در وضعیت نزدیک به حالت گسیختگی است. دلائل محتمل این مساله را بشرح زیر می توان بیان نمود:

۱- خارج از مرکزیت نیروی وارد بر پی

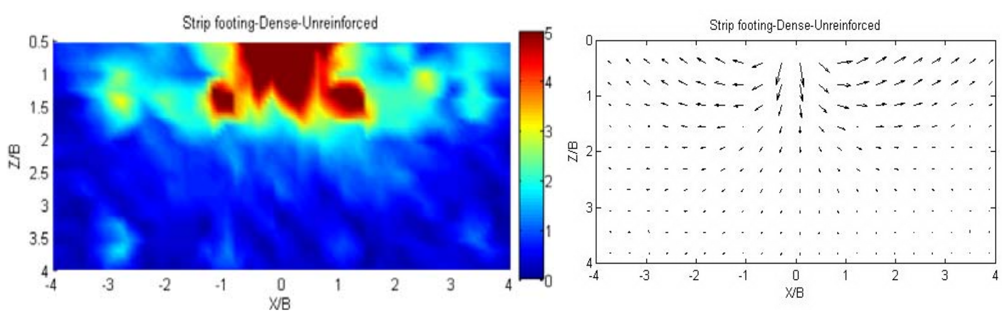
۲- عدم یکنواختی کامل خاک زیر پی

بنابراین نحوه گسیختگی خاک زیر پی نواری بشدت نسبت به نحوه بارگذاری حساس بوده و کمی خروج از مرکزیت یا مایل بودن نیرو باعث خواهد شد که مکانیزم گسیختگی از دو طرف به یک طرف تغییر پیدا کند [2].گوه گسیختگی ایجاد شده در نمودار کرنش برشی مربوط به همین وضعیت نیز به وضوح قابل مشاهده می باشد (شکل۷- ب). البته لازم به ذکر است که در حالت خاک متراکم مسلح نیز در اکثر آزمایشات گوه گسیختگی بوجود آمده بصورت یک طرفه بود که این مساله در شکل (۹- الف) نیز دیده می شود.



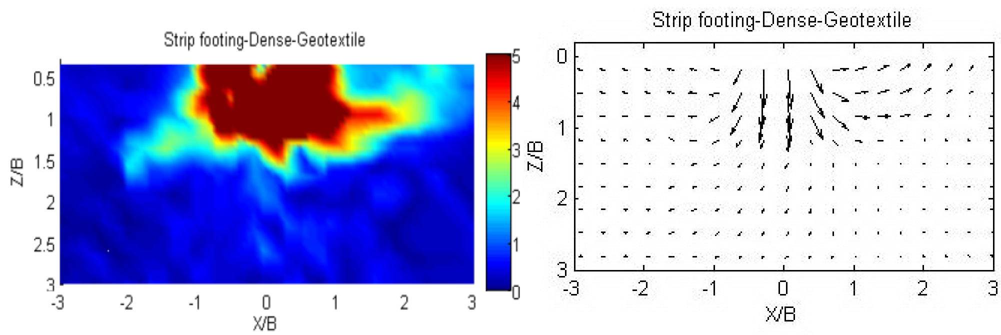
ب الف

شکل ۷ الف) بردارهای جابجایی المانهای خاک در اثرنشست پی نواری در خاک ماسه ای شل، ب) کرنشهای برشی بوجود آمده در اثرنشست پی در این شرایط

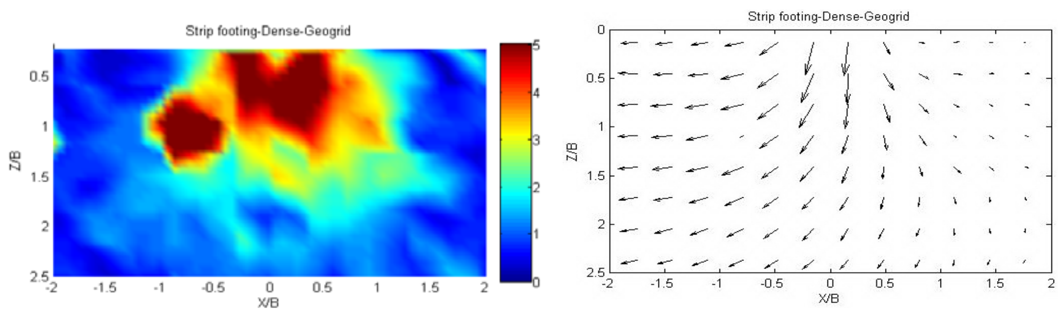


ب الف

شکل ۸ الف) بردارهای جابجایی المانهای خاک در اثرنشست پی نواری در خاک ماسه‌ای متراکم غیرمسلح، ب) کرنشهای برشی بوجود آمده در اثرنشست پی در این شرایط



شکل ۹ الف) بردارهای جابجایی المانهای خاک در اثرنشست پی نواری در خاک ماسه ای متراکم مسلح شده با ژئوتکستایل، ب) کرنشهای برشی بوجود آمده در اثرنشست پی در این شرایط



شکل ۱۰ الف) بردارهای جابجایی المانهای خاک در اثر نشست پی نواری در خاک ماسه ای متراکم مسلح شده با ژئوگرید ب) کرنشهای برشی بوجود آمده در اثرنشست پی در این شرایط

در شکل‌های (۸)، (۹) و (۱۰) مکانیزم رفتاری خاک ماسه ای متراکم در اثر اعمال نیرو نشان داده شده است.

همانطور که در شکلها دیده می شود تمایل به نشست در زیر پی ها قبل از تشکیل گوه گسیختگی در خاکهای ماسه ای متراکم کمتر از خاک ماسه ای شل است و از میان آزمایشات مربوط به خاک متراکم نیز در شرایط بارگذاری یکسان، میزان نشست المانهای خاک در حالت خاک مسلح شده با ژئوگرید کمترین مقدار را دارد. با توجه به نتایج بدست آمده چنین برداشت می شود که در شرایط بارگذاری یکسان مقدار نشست المانهای خاک و نوع رفتار خاک مسلح شده با ژئوتکستایل تقریبا مشابه رفتار خاک غیرمسلح متراکم می باشد و بکاربردن ژئوتکستایل تاثیر چندان چشمگیری در بهبود رفتار خاک و نهایتا افزایش ظرفیت باربری نداشته است علت این مساله را می توان چنین بیان کرد که چون ژئوتکستایل ها خود مصالح شکل پذیری هستند بنابراین برای گسترش فرآیند کششی لزوما پی باید نشست قابل توجهی نماید و چون این امر در بسیاری از مواقع علی الخصوص در مصالح متراکم نمی تواند بوقوع بپیوندد لذا ژئوتکستایل کارایی خوبی از خود نشان نمی دهد بنابراین ژئوتکستایل ها ممکن است مصالح مناسبی برای افزایش ظرفیت

باربری مصالح دانه ای نباشند. این نتیجه گیری در ادامه بکمک تحلیل سایر نمودارها نیز بدست آمده است. بنابراین نتیجه گیری کلی که می توان به آن اشاره نمود عدم کارایی قابل توجه ژئوتکستایل بعنوان مسلح کننده در خاکهای دانه ای مشابه با مشخصات ماسه بکار رفته در این تحقیق است که امکان نشست زیاد ندارند.

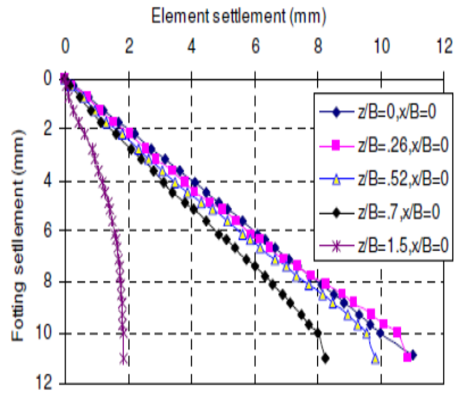
همانطور که از شکل (۱۰) بر می آید با افزودن ژئوگرید به خاک ماسه ای متراکم، تغییر قابل توجهی در اندازه بردارهای جابجایی بوجود آمده و میزان نشستها در شرایط بارگذاری مشابه با حالت غیرمسلح و مسلح شده با ژئوتکستایل بشدت کاهش یافته و نهایتا ظرفیت باربری نیز به تبع آن افزایش یافته است بنابراین در این آزمایش فاصله زیادی تا حالت گسیختگی پیش بینی می شود علت این مساله را می توان چنین بیان کرد که چون در این شرایط حجم وسیعی از خاک در برابر نیروهای اعمالی مقاومت کرده لذا کرنشهای برشی ایجاد شده تا عمق زیادی از خاک نفوذ نموده اند بنابراین در این شرایط اثری از تشکیل گوه گسیختگی ظاهر نشده است. افزایش ظرفیت باربری در این شرایط تا جایی پیش رفت که رسیدن به شرایط گسیختگی خارج از توان سیستم بوده و بناچار آزمایش قبل از گسیختگی خاک متوقف گردید. بدین ترتیب می توان گفت که مصالح ژئوگرید نیاز چندانی به نشست خاک برای عمل کردن ندارند و این مساله از سختی نسبتا بالای این مصالح وامکان قفل شدگی بالای آنها با خاک حاصل شده است در نتیجه ژئوگریدها را می توان بعنوان مصالح بسیار مناسب برای افزایش ظرفیت باربری در خاکهای دانه ای مورد استفاده قرار داد .

برای تمامی آزمایشات نشست پی با استفاده از LVDT اندازه گیری شده است و در ضمن با استفاده از تحلیل PIV تغییر مکانهای نقاط مختلف خاک در جهت افقی و قائم در اعماق مختلف خاک بدست آمدند . شکلهای (۱۱)، (۱۲)، (۱۳) و (۱٤) مقدار تغییر مکان قائم پی را در مقابل تغییر مکانهای قائم بوقوع پیوسته در اعماق مختلف خاک در زیر پی را نشان می دهند (X فاصله از مرکز پی و Z عمق در زیر پی است).

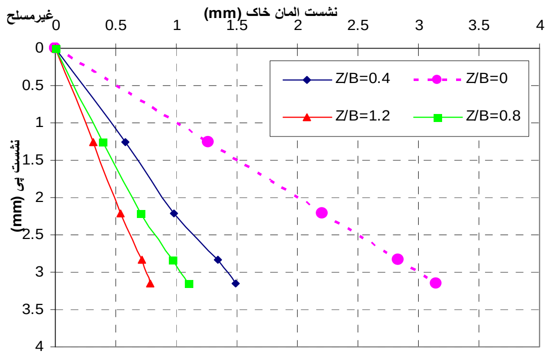
همانطور که در شکل (۱۱) دیده می شود در ماسه شل در اعماق نزدیک به سطح پی، مقدار نشست المانهای خاک بسیار نزدیک به اندازه نشست خود پی میباشد ولی با حرکت به عمق از مقدار نشست المانهای خاک کاسته می شود و این فرآیند حاکی از تمایل خاک ماسه ای شل به تراکم در زیر پی است.

مقایسه بین نشست خود پی و نشست المانهای خاک در اعماق مختلف برای خاک ماسه ای متراکم در شکل‌های (۱۲)، (۱۳) و (۱٤) بصورت نمودار ارائه شده است. همانطوریکه دیده می شود در شرایط متراکم اختلاف بین نشست پی و نشست المانهای خاک نسبت به حالت شل بیشتر است و این اختلاف با حرکت به سمت عمق بیشتر می شود این پدیده از تاثیر تراکم در فرآیند نشست ناشی شده است . در شرایط بارگذاری مشابه، زمانی که از ژئوگرید بعنوان مسلح کننده استفاده شده، مقدار نشست المانهای خاک به شدت کاهش یافته است که این مساله نهایتا منجر به افزایش چشمگیر ظرفیت باربری پی شده است، درحالی که در وضعیت بارگذاری یکسان رفتار خاک برای حالت متراکم غیر مسلح و مسلح شده با ژئوتکستایل تفاوت چشمگیری ندارد. با در نظر گرفتن توضیحات اخیر می توان به کارایی بهتر ژئوگرید بعنوان مسلح کننده در خاکهای ماسه ای پی برد.

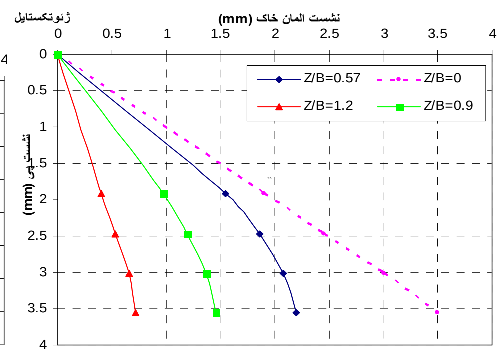
برای بررسی چگونگی تغییر شکل و جهت جابجایی المانهای خاک در زیر و اطراف پی از زاویه قرار گیری بردارهای تغییر مکان استفاده شد با توجه به زاویه بردارهای تغییر مکان المان ها در اعماق مختلف در اطراف پی ها نسبت به افق که در شکل‌های (۱۸-۱۵) آورده شده اند چنین نتیجه می شود که چگونگی جابجایی پی نواری در ماسه شل و متراکم متفاوت از هم است و حتی جهت جابجایی پی در شرایط ماسه متراکم غیر مسلح و مسلح مشابه هم نیست.



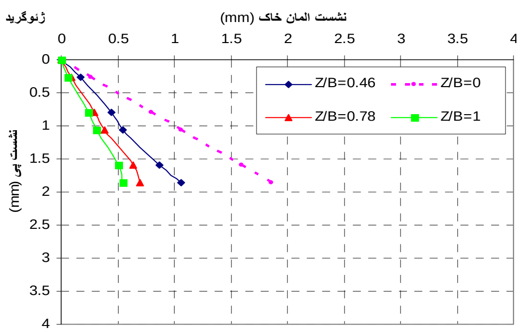
شکل ۱۱ نشست المانهای خاک زیر پی نواری
درخاک ماسه ای سست



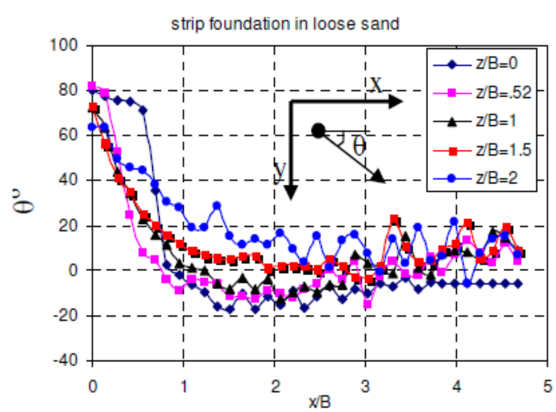
شکل ۱۲ نشست المانهای خاک زیر پی نواری
در خاک ماسه ای متراکم غیر مسلح



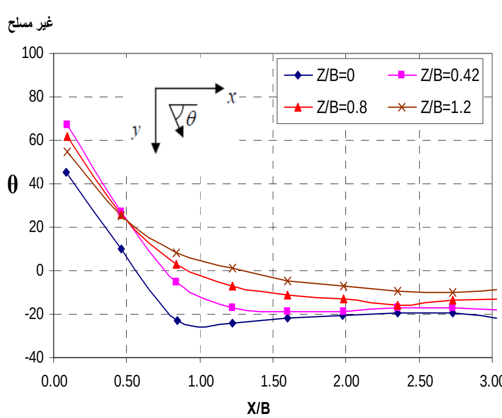
شکل ۱۳ نشست المانهای خاک زیر پی نواری در
خاک ماسه ای متراکم مسلح شده با ژئوتکستایل



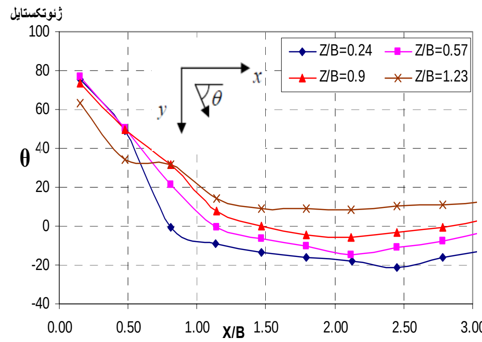
شکل ۱۴ نشست المانهای خاک زیر پی نواری در خاک
ماسه ای متراکم مسلح شده با ژئوگرید



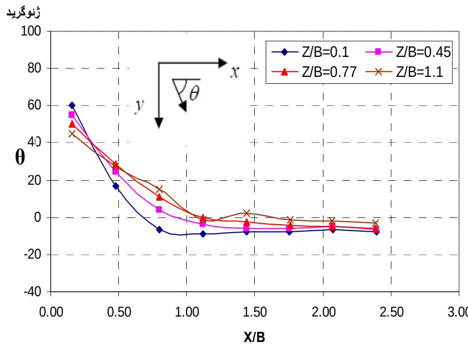
شکل ۱۵ زاویه بردارهای جابجایی المان‌های خاک
با امتداد افق برای خاک ماسه ای شل



شکل ۱۶ زاویه بردارهای جابجایی المانهای خاک با امتداد
افق برای خاک ماسه ای متراکم غیرمسلح



شکل ۱۷ زاویه بردارهای جابجایی المانهای خاک با امتداد افق برای خاک مسلح شده با ژئوتکستایل



شکل ۱۸ زاویه بردارهای جابجایی المانهای خاک با امتداد افق برای خاک مسلح شده با ژئوگرید

در تمامی نمودارهای مربـوط بـه زاویـه بردارهـای جابجایی المانهای خاک مشاهده می شود کـه درسـت در زیر پی نـواری، (یعنـی در فاصـله X/B کمتـر از 0.5) اندازه زوایا مثبت بوده و مقدار عددی این زاویـه درسـت در مرکز پی یعنی محل اعمـال نیـرو بیشـترین مقـدار را داشته و با فاصله گرفتن از مرکز، از مقدار آن کاسـته مـی شود. اندازه مثبت این زاویه بیانگر جهـت قـائم و رو بـه پایین بردارهای جابجایی اسـت کـه حـاکی از تمایـل بـه نشست در زیر پی دارد. همانطور که در شکل (۱۵) دیـده می شود این زاویه در وضعیت ماسه شل بیشترین مقـدار را دارد و کمترین مقدار این زاویه مثبت در خـاک مسـلح شده با ژئوگرید مشاهده شده است و این بـدان معناسـت که استفاده کردن از ژئوگرید بعنوان مسلح کننده بر سختی خاک افزوده و تمایل به نشست مصـالح را کاسـته اسـت. با فاصله گرفتن از پی (یعنی در فاصله X/B بزرگتر از 0.5) تا حوالی عمق موثر مقدار عددی زاویـه بردارهـای جابجایی منفی بوده و در واقـع جهـت حرکـت المانهـای خاک به طرف بالا و طرفین است ولی در عمق های پایین تر مقدار این زاویه به صفر رسیده و بردارهـای جابجـایی به صورت افقی در می آیند. با توجه به شکل (۱۸) اندازه زاویه منفی در مورد خاک مسلح شده با ژئوگرید کمترین مقدار را دارد و این مساله بیـان کننـده وجـود فاصـله تـا تشکیل گوه گسیختگی درآزمایشهای انجام شده میباشـد. با مقایسه نمودارهای بالا چنـین نتیجـه مـی شـود کـه بـا افزودن مسلح کننده از مقدار عددی زاویه منفی کاسته می شود و بدین ترتیب در شرایط بارگـذاری یکسـان حجـم وسیعی از خاک در برابر نیروهای اعمالی مقاومت کرده و تشکیل گوه گسیختگی به تعویق می افتد. بدین ترتیب به کمـک روش PIV مـی تـوان انـدازه و جهـت جابجـایی المانهای خاک زیرپی را به سادگی مورد ارزیابی قـرار داد و کارایی هر نوع مسلح کننده ای را بررسی کـرد و نهایتـا شکل گوه گسیختگی را پیش بینی نمود.

نتایج مهم

از مهمترین نتایج حاصل از تحقیق اخیر به موارد زیر مـی توان اشاره نمود:

۱- به علت تمایل بـه تـراکم در خـاک سسـت، نشسـت المانهای خاک در اعماق کم، نزدیک به نشست خـود پی در این شرایط میباشد و همچنین زاویه قرارگیـری بردارهای تغییر مکان با افزایش عمق افزایش یافتـه و به حالت قائم نزدیک می شوند.

۲- در شرایط خاک متراکم، نشست المانهای خاک نسبت به پی در مقایسه با خاک شل کمتر بوده و در شـرایط بارگذاری یکسان، اندازه زاویه منفی المانهای خاک در مقایسه با خاک سست کمتر است.

۳- استفاده از مسلح کننـده هـا باعـث میشـود تـا حجـم وسیعی از خاک در برابـر نیروهـای اعمـالی مقاومـت کرده لذا کرنشهای برشی ایجاد شده تا عمق زیادی از

خاک نفوذ نمایند و در نتیجه مد گسیختگی از حالت موضعی به کلی تبدیل شود.

٤- در مصالح دانه ای متراکم مشابه با ماسه مورد استفاده در آزمایشات اخیرکه امکان نشست زیاد ندارند، بکاربردن ژئوگرید بعنوان مسلح کننده بسیار موثرتر از ژئوتکستایل بوده و منجر به بهبود پارامترهای مکانیکی خاک می گردد.

٥- به علت شکل پذیر بودن ژئوتکستایل، استفاده از آن به عنوان مسلح کننده در مصالح دانه ای متراکم توصیه نمی گردد.

مراجع

۱. حاجی علیلوی بناب، م. ، توسعه روشهای تصویری در مدلسازی پیشرفته ژئوتکنیکی و ارزیابی گسترش تغییر شکل در خاک، گزارش طرح پژوهشی، دانشگاه تبریز، ایران، (۱۳۸٦).

۲. حاجی علیلوی بناب، م.، سجودی، ی.، احمدی، ح.، مطالعه گسترش کرنش در زیر پی ها به روش تصویری، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، ایران، (۱۳۸۷).

۳. ساکت، ع، ژئوگرید و کاربرد آن، وزارت صنایع و معادن ، سازمان زمین شناسی و اکتشافات معدنی کشور، (۱۳۸۵).

٤. ساکت، ع، ژئوتکستایل و کاربرد آن، وزارت صنایع و معادن ، سازمان زمین شناسی و اکتشافات معدنی کشور، (۱۳۸۵).

٥. طاحونی، ش.، اصول مهندسی ژئوتکنیک، چاپ ششم، انتشارات پارس آیین، (۱۳۸۰).

6. Adams, M.T., Colin, J.G., Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundation, *Journal of Geotechnical Engineering,* ASCE123(1):66-73, (1997).

7. Adrian, R.J., Particle imaging techniques for experimental fluid mechanics, Annual review of fluid mechanics, 23:261-304, (1991).

8. Akinmusuru, J.Q., Akinbolade, J.A., *Stability of loaded footings on reinforced soil,Journal of Geotechnical Engineering,* ASCE 107(6): 819-827, (1981).

9. Binquet, J., Lee, K.L., Bearing capacity tests on reinforced earth slabs, *Journal of Geotechnical Engineering,* ASCE 101(12),1241-1255, (1975a).

10. Guido, V.A., Biesiadecki,G.L., Sullivan, M.J., Bearing capacity of geotextile reinforced foundation, *Proceeding of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation of Engineers,* San Francisco, CA, pp. 1777-1780, (1985).

11. Huang, C.C., Menq, F.Y., Deep footing and wide-slab effects on reinforced sandy ground, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* ASCE 123(1):30-36, (1997).

12. Schlosser, F., Jacobsen, H.M., Juran, I., Soil reinforcement. *General Report, VIII European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering,* Bakema, Helsinki, pp:83-103, (1983).

13. Terzaghi, K., Theoretical Soil Mechanics, Wiley, Inc,New York, (1943).

14. White, D.J., Take, W.A. & Bolton, M.D., Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and hotogrammetry, Geotechnique 53, No.7: 619-631, (2003).

15. Yetimuglu, T., Wu, J.T.H., Saglamar, A., Bearing capacity of rectangular footing on geogrid reinforced sand, *Journal of Geotechnical Engineering,* ASCE 120(12): 2083-2099, (1994).